

Jana LABUDKOVÁ¹, Radim ČAJKA²

NUMERICKÁ ANALÝZA INTERAKCE ŽELEZOBETONOVÉHO ZÁKLADU S PODLOŽÍM

NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FOUNDATION WITH SUBSOIL

Abstrakt

Výstižnost řešení interakce základových konstrukcí s podložím je značně ovlivněna fyzikálně-nelineárním chováním konstrukce, spolupůsobením horní stavby se základovou konstrukcí i volbou interakčního modelu. Pro získání spolehlivých výsledků je optimální využití kombinace experimentálního měření, laboratorních zkoušek i zkoušek in-situ a modelování numerickými metodami. S využitím metody konečných prvků byla provedena analýza vzájemné interakce podloží a železobetonové desky, která byla zatěžována během experimentu. Zemina je látka nestejnorodá. Pro analýzu byl využit nehomogenní poloprostor, ve kterém je koncentrace svislého napětí jiná než v homogenním poloprostoru, což umožňuje lepší vystižení napěťově-deformačních vztahů zatěžované zeminy. Výsledky analýz jsou rovněž srovnány s hodnotami naměřenými během experimentální zatěžovací zkoušky železobetonové desky.

Klíčová slova

3D konečné prvky MKP, interakční modely, interakce základ-podloží, základové konstrukce.

Abstract

The influence of the physically-nonlinear behavior of the structure and interaction between the upper structure and foundation are the aspects which influence the results of the subsoil-structure interaction analysis. The aim of the application of computational model is to determine the most apposite distribution of stress and deformation due the contact stress in the footing bottom. This contact stress is especially dependent to the load. It also depends on the subsoil stiffness, upper structure stiffness and foundation stiffness too. Numerical analyses of contact task were made with FEM. The test sample for the task was a reinforced concrete foundation slab model loaded during experimental loading test. The subsoil is heterogeneous. Its properties are different from the idealized behavior of the linear elastic isotropic homogeneous material. Application of inhomogeneous half-space allows better capture the subsoil behavior because of increasing modulus of deformability with increasing depth of subsoil model. Results of FEM analyses were also confronted with the values measured during the experiment.

Keywords

3D finite elements FEM, soil – structure interaction, interaction models, foundation structure.

1 ÚVOD

V minulosti i současnosti je v souvislosti s interakcí základových konstrukcí a podloží věnována pozornost vývoji interakčních modelů a jejich aplikaci. Řada odborníků navrhla několik

¹ Ing. Jana Labudková, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 925, e-mail: jana.labudkova@vsb.cz.

² prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

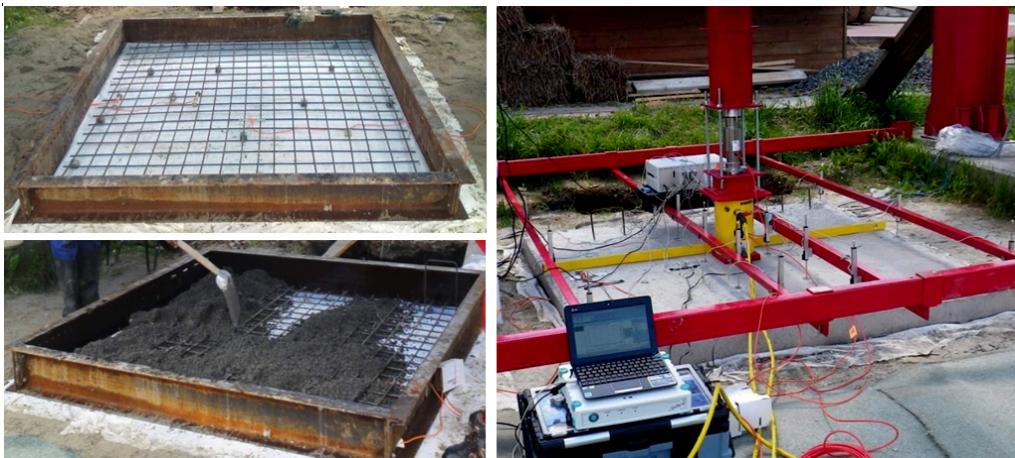
různých výpočetních postupů, teoretických i numerických modelů a výpočetních systémů, které se zdokonalují tak, aby se získané výsledky blížily skutečným hodnotám sedání základů [8, 10, 12]. Zmíněné problematice se věnují celé týmy pracovníků z pracovišť základního i aplikovaného výzkumu a vysokých škol. Výsledky a závěry dlouhodobých výzkumů jsou publikovány autory z celého světa, např. Ruska, Ukrajiny, Číny [13], Velké Británie [1, 2], Kanady, České republiky [3, 4, 7, 9], Polska, Německa a Jihoafrické republiky.

2 EXPERIMENTÁLNÍ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

Za účelem zpřesňování výpočetních postupů se dodnes provádí experimentální měření zaměřená na sedání základové půdy pod stavbami, deformace základových desek a závislost napětí v těchto deskách na charakteristikách podloží. Vzájemnou interakci základových konstrukcí s podložím se již řadu let zabývají na univerzitě v Greenwich ve Velké Británii. V roce 2012 uveřejnili prof. Alani a Aboutalebí článek [1] o pozorování vlivu tuhosti nosného podkladu na mechanické chování základových desek. Zmíněná analýza probíhala na modelu desky o rozměrech 3,0 x 3,0 x 0,2 m. Další experimentální měření jsou popsána v [3, 4, 7, 9]. V roce 2010 byla v areálu Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava provedena výstavba zkušebního zařízení, tzv. standu [15]. Testovací zařízení umožňuje provádět experimentální měření přetvoření i napjatosti. Při vzájemné interakci základových konstrukcí s podložím lze sledovat napětí-ově-deformační vztahy. Na zkušebním zařízení probíhají zatěžovací zkoušky různých typů základových desek, které se liší například použitou směsí betonu, vyztužením, rozměry, velikostí zatěžované plochy atd.

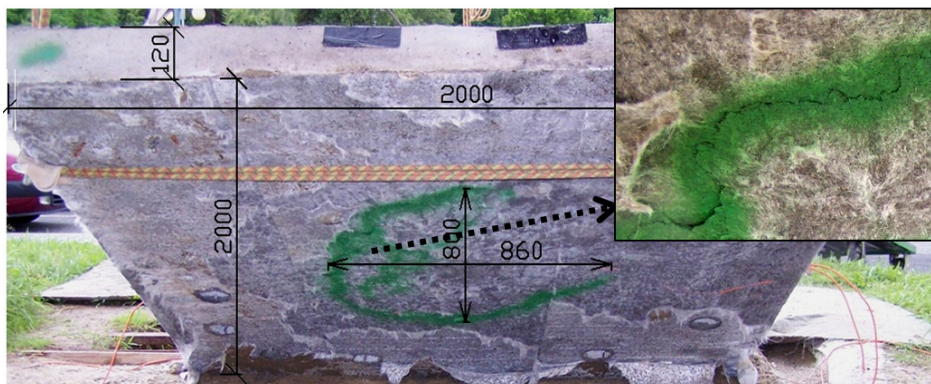
2.1 Experimentální zatěžovací zkouška železobetonové desky

V rámci jednoho z experimentů byla zatěžována železobetonová deska uložená na podloží. Horní vrstva podloží je tvořena sprašovými hlínami s konzistencí třídy F4 a její mocnost je cca 5 m. Zemina byla popsána těmito vlastnostmi - objemová tíha $\gamma = 18,5 \text{ kN.m}^{-3}$, Poissonův součinitel $\nu = 0,35$. Před zatěžovací zkouškou železobetonové desky bylo odebráno 10 cm původní zeminy. Základová spára byla zasypána štěrkem frakce 0 - 4 mm po okraj okolního terénu. Šterkové lože bylo rovnoměrně ztuhněno vibrační deskou. Železobetonová deska měla rozměry 2000 x 2000 x 120 mm. Třída pevnosti betonu byla výrobcem garantována jako C 16/20. Pro ověření pevnosti betonu byla provedena destruktivní tlaková zkouška na vzorku tří krychlí 150 x 150 x 150 mm, aby bylo možné lépe stanovit pevnost betonu. Pevnostní třída betonu byla na základě laboratorního měření stanovena C 25/30, tzn. vyšší než deklarovaná výrobcem. Z 38 ocelových prutů délky 1,9 m a průměru 8 mm byla svázána síť o velikosti ok 100x100 mm. Pomocí betonových distančníků bylo dosaženo krytí 20 mm u spodních prutů (Obr. 1).



Obr. 1: Betonáž a zatěžovací zkouška železobetonové desky

Betonová deska byla centricky zatěžována svislou silou na ploše 200 x 200 mm (Obr. 1). Síla byla v pravidelných intervalech zvětšována. Po předchozích zkušnostech byla deska přitěžována v půlhodinových intervalech a to o svislou sílu 50 kN. Při zvětšování zatěžování, nebyl zohledněn pokles napětí, vždy tedy bylo zatěžováno po 50 kN - tj. 50, 100, 150... atd. až do porušení vzorku. Na Obr. 1 je zachyceno vyztužení desky, betonáž desky a její zatěžování. Deska se při tomto způsobu zatěžování porušila při zatížení 350 kN. Deska se porušila protlačením, podobně jako je popsáno v [11]. Na Obr. 2 jsou zobrazeny trhliny na dolním povrchu porušené desky po jejím nadzdvžení.



Obr. 2: Trhliny na dolním povrchu desky po porušení desky

3 MKP ANALÝZA

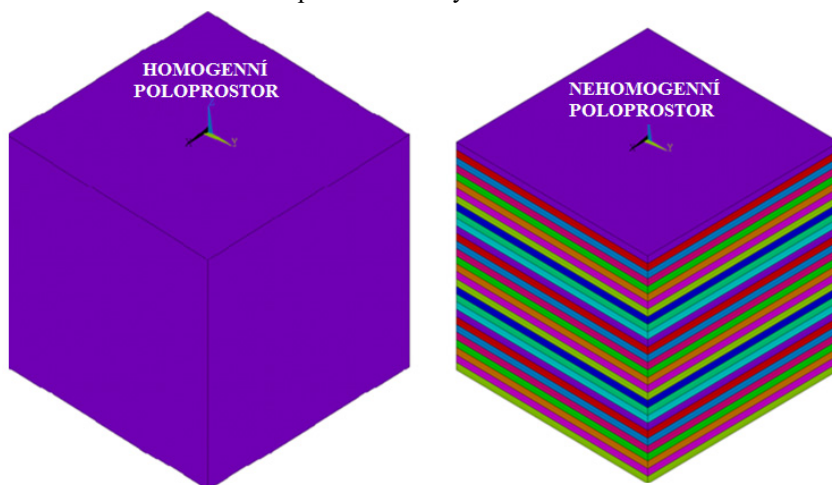
Pro analýzu interakční úlohy modelu základové železobetonové desky s podložím byla použita metoda konečných prvků (MKP). Numerický model této interakční úlohy byl vytvořen v systému ANSYS 15. Pro vytvoření numerického modelu desky i modelu podloží byly využity 3D konečné prvky. Velikost prvků sítě byla odlišná pro řešenou oblast podloží a desky, u které je použita hustší síť. Velikost prvků konečnoprvkové sítě desky byla 0,10 x 0,10 m (půdorysný rozměr prostorových prvků). Jednalo se o šestistěnné prostorové prvky, jejichž třetí rozměr se lišil v souvislosti s tloušťkou jednotlivých vrstev popsaných v kap. 3.3. Prostorový model podloží tvořily šestistěnné konečné prvky o velikosti 0,20 x 0,20 x 0,20 m

3D numerický model podloží byl vytvořen jako pružný poloprostor, který byl modelovaný jako kontinuum. V tomto článku je sledován vliv homogenity poloprostoru na výsledné deformace. Poloprostor byl tedy modelován ve dvou variantách. V první variantě bylo podloží modelováno jako lineární izotropní homogenní pružný poloprostor. Ve druhé variantě bylo podloží modelováno jako lineární izotropní nehomogenní pružný poloprostor. V MKP analýze byly rovněž zohledněny nelinearity – konstrukční nelinearita a fyzikální nelinearita. Konstrukční nelinearita je způsobená kontaktní úlohou, resp. jednostrannou vazbou, jež působí pouze v tlaku. Kontakt mezi modelem desky a modelem podloží byl zprostředkován kontaktním párem konečných prvků typu TARGE 170 – CONTA 173. Vliv tření na kontaktu desky a podloží byl zanedbán, součinitel tření byl tedy nulový. Fyzikální nelinearita je spojena s vlastnostmi materiálů. Nelineární materiálový model je v numerické analýze proveden s využitím modelu Drucker – Prager, díky kterému je možné lépe vystihnout chování zeminy. Model Drucker – Prager používaný pro soudržné materiály s vnitřním třením je odvozen z podmínky plasticity dle von Misesa. Drucker – Pragerova podmínka se svou povahou blíží Mohr – Coulombově podmínce plasticity, protože je možné s jeho využitím popsat rozdíl mezi tahovou a tlakovou pevností. Na rozdíl od Mohr – Coulombovy podmínky je Drucker – Pragerova plocha plasticity hladká, což je z numerického hlediska výhodnější.

3.1 Izotropní homogenní pružný poloprostor

Podloží je tvořeno pružným nekonečně velkým tělesem ohraničeným shora rovinou. Nejjednodušší idealizací poloprostoru je pružné, homogenní a izotropní těleso tvořené látkou, pro kterou platí Hookův zákon a je závislá na dvou materiálových parametrech. Těmi jsou modul

pružnosti a Poissonův součinitel. Při tvorbě prostorového modelu s využitím 3D prvků je ovšem problematické zejména správně stanovit velikosti modelované oblasti představující podloží, zvolit okrajové podmínky a velikost sítě konečných prvků. Vzhledem k tomu, že zemina je látka nestejnorodá a její vlastnosti se liší od idealizace lineárně pružné, izotropní a homogenní látky, vypočtené hodnoty sedání nekorrespondují s hodnotami skutečnými, naměřenými u konkrétních staveb, nebo během experimentů. Bylo vytvořeno několik různých numerických modelů, které se lišily okrajovými podmínkami, velikostí řešené oblasti a velikostí konečno-prvkové sítě, což jsou parametry, které mají významný vliv na výslednou deformaci, vnitřní síly i kontaktní napětí. Pro vyhodnocení závislosti deformací na zmíněných parametrech byla provedena parametrická studie [5, 6], která dokázala převládající vliv hloubky modelu podloží na výsledné deformace. Pro lineární homogenní izotropní kontinuum platí, že zvětšuje-li se hloubka namodelovaného podloží, zvětšují se i deformace. Čím je větší hloubka modelu podloží, tím je větší rozdíl mezi deformacemi vypočtenými pro jednotlivé varianty okrajových podmínek. S rostoucí hloubkou se tedy stává volba okrajových podmínek rozhodujícím kritériem ovlivňujícím výsledné svislé deformace [5, 6]. V takovýchto modelech však není zohledněna strukturní pevnost zeminy.



Obr. 3: Izotropní homogenní a nehomogenní pružný poloprostor

3.2 Izotropní nehomogenní pružný poloprostor

Aplikace nehomogenního poloprostoru umožňuje výstižnější popis chování nehomogenních materiálů (jako je zemina) než je tomu při aplikaci homogenního poloprostoru. V nehomogenním poloprostoru je jiná koncentrace svislého napětí v ose základu než v poloprostoru homogenním. Modul přetvárnosti se mění plynule s hloubkou. Nehomogenní poloprostor byl využit i pro MKP analýzu interakční úlohy modelu základové železobetonové desky s podložím. Podloží bylo modelováno s využitím prostorového prvku SOLID 45. Vlastnosti numerického modelu podloží byly definovány prostřednictvím modulu pružnosti E a Poissonova součinitele μ . Při řešení úlohy byla zanedbávána vlastní tíha zemního masivu i železobetonové desky. Model podloží byla rozdělen do 30 vrstev s různými materiálovými vlastnostmi dle rovnic (1), (2). Nehomogenita modelu podloží byla zohledněna uplatněním zvyšujícího se modulu přetvárnosti $E_{def,2}$. Modul přetvárnosti začíná hodnotou $E_{def,2} = 33,1$ MPa na povrchu modelu podloží. Výpočet vertikální složky napětí byl odvozen pro poloprostor zatížený na povrchu silou (Boussinesqova úloha). Modul přetvárnosti roste s hloubkou podle vzorců (1), (2) detailněji popsanych v [14]:

$$E_{def,2} = E_0 z^m \quad (1)$$

$$m = \frac{1}{\mu} - 2 \quad (2)$$

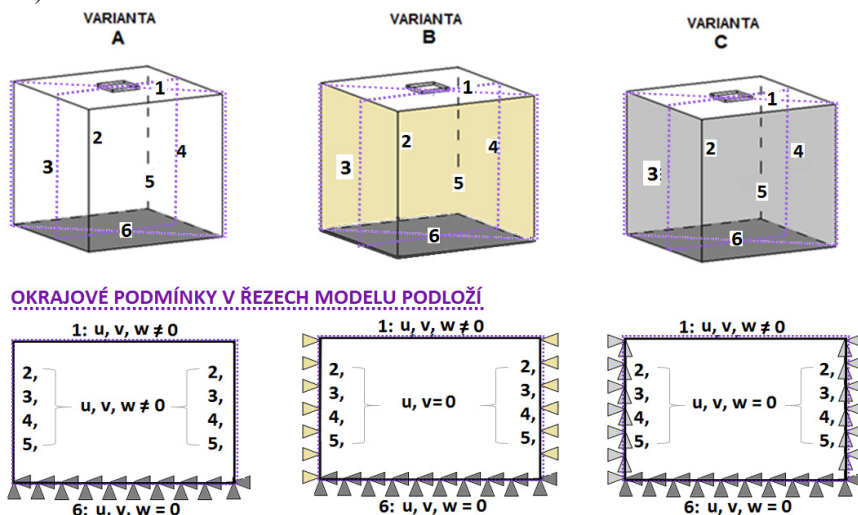
kde

E_0 – modul přetvárnosti na povrchu modelu podloží,

z – z -ová souřadnice (hloubka),

m – koeficient závislý na Poissonově součiniteli μ .

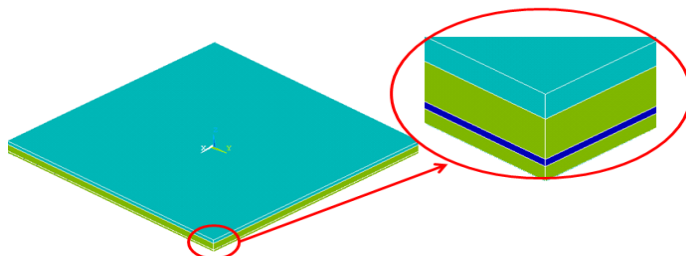
Pro MKP analýzu interakce základu s podložím byly vytvořeny a použity tři varianty okrajových podmínek zobrazených na obr. 4. Okrajovými podmínkami varianty A bylo bráněno vertikálním i horizontálním posunům v dolní podstavě modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů obvodových stěn modelu podloží (na obr. 4 jsou tyto stěny označeny č. 2, 3, 4, 5) ani posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1). Okrajovými podmínkami varianty B bylo bráněno horizontálním posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5) a vertikálním posunům uzlů v dolní podstavě modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1). Okrajovými podmínkami varianty C bylo bráněno horizontálním i vertikálním posunům uzlů vnějších stěn modelu podloží dolní podstavy modelu podloží (na obr. 4 označeno č. 2, 3, 4, 5, 6). Žádnými okrajovými podmínkami nebylo bráněno posunům uzlů v úrovni horní podstavy modelu podloží, která reprezentovala terén (na obr. 4 označeno č. 1).



Obr. 4: Varianty okrajových podmínek

3.3 3D numerický model

Výpočtový model byl vytvořen jako prostorový model s využitím 3D konečných prvků. Model železobetonové desky i model podloží byl tvořen konečnými prvky SOLID 45. V prostorovém modelu železobetonové desky byla zohledněna také výztuž. Model desky byl rozdělen na 4 vrstvy (obr. 5).



Obr. 5: 3D numerický model železobetonové desky

Nejnižší vrstva reprezentovala prostý beton a její tloušťka je rovna krytí výztuže. Nad touto spodní vrstvou je vrstva odlišných materiálových vlastností, která reprezentuje betonářskou výztuž. Modul pružnosti oceli byl $E_s = 210$ GPa, a Poissonův součinitel $\mu = 0,3$. Tloušťka vrstvy výztuže byla stanovena tak, aby byla plocha této vrstvy reprezentující výztuž, shodná se skutečnou plochou výztuže ocelových tyčí použitých při betonáži modelu desky. Pro numerický model železobetonové desky byly vytvořeny dvě varianty, které byly vzájemně porovnány. V první variantě byl model desky neporušený trhlinami. Modul pružnosti betonu ve všech třech vrstvách reprezentujících beton neporušený trhlinami byl $E_c = 27,5$ GPa, a Poissonův součinitel $\mu = 0,2$. Ve druhé variantě byl model desky narušený trhlinami, přičemž byl sledován vliv oslabení průřezu trhlinami na celkové deformace. Modul pružnosti betonu porušeného trhlinami byl použit v nižších vrstvách, resp. v tažené části průřezu (tj. nejnižší vrstva reprezentující krytí výztuže a část betonu porušeného trhlinami nad výztuží). Zmíněné dolní vrstvy představují část betonu s trhlinami. Poissonův součinitel v těchto vrstvách je $\mu = 0$ dle [16].

Pro variantu průřezu s trhlinami byla vypočítána část průřezu neporušeného trhlinami, x :

$$0,5 \cdot b \cdot x^2 + \alpha_e A_{s1} x - \alpha_e (A_{s1} \cdot d) = 0 \quad (3)$$

kde

b – šířka průřezu,

α_e – poměr modulů pružnosti betonářské výztuže a betonu: E_s/E_{cm} ,

A_{s1} – průřezová plocha betonářské výztuže u taženého okraje průřezu,

d – účinná výška průřezu.

Po vyřešení kvadratické rovnice (3) byla získána hodnota $x = 0,04$ m. Poté byla využitím rovnice (4) vypočítána ideální plocha průřezu s trhlinami:

$$A_i^I = A_c^I + \alpha_e A_{s1} \quad (4)$$

kde

A_c – plocha části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu s trhlinami od tlačného okraje a_{gi} (pro výšku průřezu neporušeného trhlinami, x) byla stanovena využitím rovnice (5), $a_{gi} = 0,04$ m.

$$a_{gi} = \frac{A_c a_c + \alpha_e (A_{s1} \cdot d)}{A_i} \quad (5)$$

kde

a_c – těžiště části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Po výpočtu těžiště průřezu porušeného trhlinami a_{gi} , byl dle rovnice (6) vypočítán moment setrvačnosti ideálního průřezu I_i^{II} zohledňující kromě vlivu výztuže také vliv trhlín:

$$I_i^{II} = I_c^{II} + A_c^I (a_{gi} - a_c)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (a_{gi} - d) \quad (6)$$

kde

I_c^{II} – moment setrvačnosti části betonového průřezu neporušeného trhlinami.

Dle Eurokódu 2 [16] lze prvky, u nichž se neočekává zatížení, které by vyvolalo v prvku napětí překračující v kterémkoliv průřezu pevnost betonu v tahu, považovat za prvky bez trhlín. Chování prvků, u nichž se očekávají trhliny, ale nedojde k jejich plnému rozvoji, odpovídá dle Eurokódu 2 [16] mezilehlému stavu mezi stavem bez trhlín a stavem s plně rozvinutými trhlinami.

Ohybová tuhost desky se po vzniku trhlín snižuje. Výpočet byl proveden na základě výpočtu ohybové tuhosti průřezu bez trhlín C_I a ohybové tuhosti průřezu s trhlinami C_{II} . Ohybová tuhost průřezu bez trhlín C_I byla vypočtena pomocí rovnice (7):

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff} I_i^I} \quad (7)$$

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami C_{II} byla vypočtena pomocí rovnice (8):

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff} I_i^{II}} \quad (8)$$

kde

$E_{c,eff}$ – účinný modul pružnosti betonu,

(Pro výpočet deformace při krátkodobě působícím zatížení $E_{c,eff} = E_{cm}$. Během experimentální zatěžovací zkoušky je zatížení uvažováno jako krátkodobé, tzn. $E_{c,eff} = E_{cm}$.)

I_i^I – moment setrvačnosti průřezu neporušeného trhlinami pro $\alpha_c = E_s / E_{c,eff}$,

I_i^{II} – moment setrvačnosti průřezu porušeného trhlinami pro $\alpha_c = E_s / E_{c,eff}$.

Pro prvky namáhané převážně ohybem je odpovídající předpoklad chování mezilehlého stavu mezi stavem bez trhlin a stavem s plně rozvinutými trhlinami vyjádřen vztahem (9) - aplikací rozdělovacího součinitele, kterým se umožňuje zohlednit tahové zpevnění průřezu:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (9)$$

kde

β – součinitel, kterým se zohledňuje vliv doby trvání nebo opakování zatížení na průměrnou hodnotu poměrného přetvoření. $\beta = 1,0$ při jednorázovém krátkodobě působícím zatížení. Během experimentální zatěžovací zkoušky je zatížení uvažováno jako krátkodobé, tzn. $\beta = 1,0$.

M – ohybový moment vypočítaný numerickou analýzou pro variantu modelu desky bez trhlin, $M = 22,06 \text{ kNm/m'}$,

M_{cr} – ohybový moment vypočtený pro průřez s trhlinami při zatížení způsobujícím vznik prvních trhlin dle rovnice (10):

$$\frac{M_{cr}}{I_c^I} \cdot (h - a_{gi}) \leq f_{ctm} \rightarrow M_{cr} = 6.22 \text{ kNm / m'} \quad (10)$$

kde

h – výška průřezu neporušená trhlinami,

I_c^I – moment setrvačnosti části průřezu neporušené trhlinami,

a_{gi} – těžiště části průřezu neporušené trhlinami,

f_{ctm} – průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu.

Výše uvedené rovnice a výpočty sloužily ke stanovení křivosti ($1/r_m$) od přímého zatížení způsobujícího ohybový moment M . Křivost byla vypočtena s využitím rovnice (11).

$$\frac{1}{r_m} = M \cdot [(1 - \zeta) \cdot C_I + \zeta \cdot C_{II}] \quad (11)$$

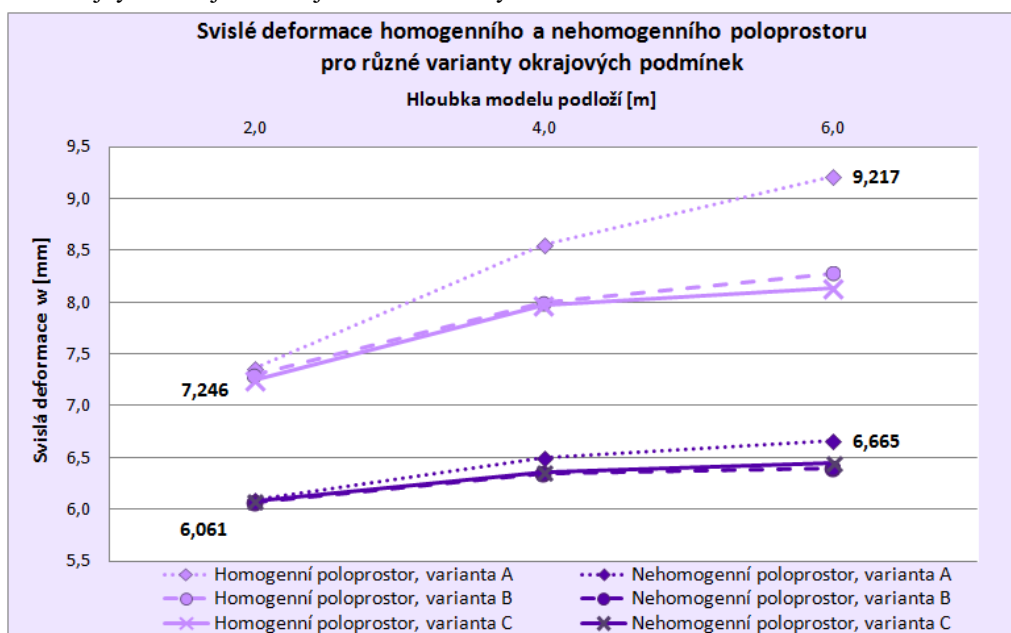
Z následující rovnice (12) je tedy možné pro řešený případ vyjádřit modul pružnosti betonu s trhlinami E_c^{II} .

$$\frac{M}{E_c^{II} I^I} = \frac{1}{r_m} \quad (12)$$

Modul pružnosti betonu s trhlinami $E_c^{I-I} = 7,3$ GPa byl použit v nižších vrstvách, resp. v tažené části průřezu (tj. nejnižší vrstva reprezentující krytí výztuže a část betonu porušeného trhlinami nad výztuží). Zmíněné dolní vrstvy představují část betonu s trhlinami.

4 SROVNÁNÍ HOMOGENNÍHO A NEHOMOGENNÍHO POLOPROSTORU

Parametrické studie popsané v [5, 6] přinesly několik závěrů, které byly ověřeny také pro případ interakce železobetonové desky s podložím analyzované v tomto článku. Parametrické studie popsané v [5, 6] dokázaly převládající vliv hloubky modelu podloží na výsledné deformace. Jako hlavní měnící se parametr nové parametrické studie zaměřené na sledování vlivu velikosti nehomogenního modelu podloží na celkové svislé deformace byla zvolena hloubka modelu podloží, která byla parametrickou studií homogenního modelu podloží vyhodnocena jako parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací. V parametrické studii bylo vytvořeno devět 3D numerických modelů homogenního poloprostoru a devět 3D numerických modelů nehomogenního poloprostoru. Nová parametrická studie potvrdila všechny závěry pramenící z předchozích parametrických studií uvedených v [5, 6], včetně toho, že hloubka modelu podloží je parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací.



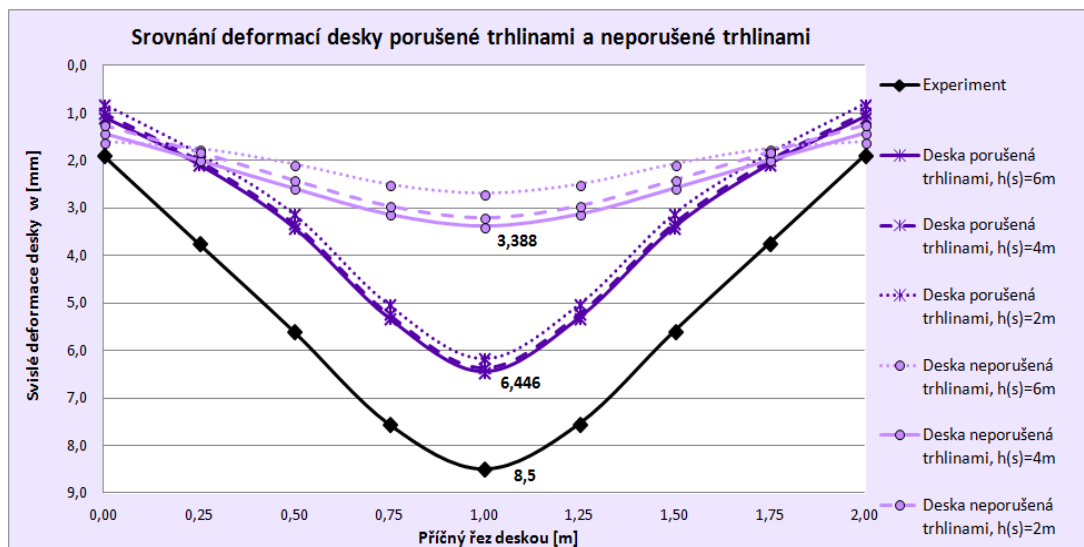
Obr. 6: Srovnání homogenního a nehomogenního poloprostoru

Na obr. 6 je znázorněna závislost deformací desky na proměnné hloubce namodelovaného homogenního podloží (světlé křivky a nehomogenní podloží (tmavé křivky) pro různé varianty okrajových podmínek a při zachování stejné půdorysné plochy podloží.

Rozdíl mezi nejmenší a největší výslednou svislou deformací ve středu desky na homogenním modelu podloží je 1,971 mm, zatímco na nehomogenním modelu podloží je mezi maximální a minimální svislou deformací rozdíl pouze 0,604 mm, což je o 326% menší rozdíl hodnot geometricky shodných modelů lišících se pouze v homogenitě resp. nehomogenitě podloží.

Deformace železobetonové desky získané numerickou analýzou jsou vykresleny v příčném řezu vedeném středem desky pro variantu okrajových podmínek B. Na následujícím grafu (Obr. 7) je provedeno srovnání deformací vypočítaných 3D numerickým modelem železobetonové desky s trhlinami (tmavé křivky) a bez trhlín (světlé křivky). Tečkovanými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží s hloubkou 2,0 m. Čárkovanými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží s hloubkou 4,0 m a plnými křivkami jsou vykresleny deformace modelu podloží

s hloubkou 6,0 m. Černou plnou čarou jsou vykresleny deformace naměřené během experimentu. Vlivem trhlin dohází ke snížení tuhosti a zároveň nárůstu deformací. To je zřejmé i v grafu na obr. 7, ve kterém jsou deformace modelu desky s trhlínami téměř dvojnásobné ve srovnání s deformacemi modelu desky bez trhlin. Z grafu je rovněž zřejmý větší rozdíl mezi deformacemi na okraji desky porušené trhlínami a v jejím středu, než je tomu u trhlínami neporušené desky.



Obr. 7: Srovnání deformací desky porušené trhlínami a neporušené trhlínami, experiment

5 ZÁVĚR

Z grafu na obr. 7 je zřejmé, že model nehomogenního kontinua poskytuje menší svislé deformace než model homogenního kontinua. To je důsledkem rostoucího modulu přetvárnosti s hloubkou. Z grafu je také patrné, že ve srovnání s modelem homogenního kontinua není model nehomogenního kontinua tak silně závislý na náhodně volených geometrických parametrech modelu podloží, kterým byla pro tento případ rostoucí hloubka. Jako hlavní měnící se parametr parametrické studie zaměřené na sledování vlivu velikosti nehomogenního modelu podloží na celkové svislé deformace byla zvolena hloubka modelu podloží, která byla parametrickou studií homogenního modelu podloží vyhodnocena jako parametr nejvýznamněji ovlivňující velikost svislých deformací. V 3D numerické analýze interakce železobetonové desky s podložím byl zohledněn také vliv betonářské výztuže a vliv trhlin v tažených částech betonového průřezu. Pro zohlednění vlivu trhlin v tažených částech betonového průřezu byl v článku odvozen modul pružnosti betonu s trhlínami. V důsledku aplikace modulu pružnosti betonu s trhlínami mohl být v grafech článku sledován vliv trhlin v betonovém průřezu na celkové deformace desky. Grafy vycházející z výsledků numerické analýzy potvrdily počáteční predikce snížení ohybové tuhosti betonu po vzniku trhlin a závislost zvětšujících se deformací se snižující se ohybovou pevností betonu. Vypočítané deformace desky porušené trhlínami byly téměř dvakrát větší než vypočítané deformace desky neporušené trhlínami. Také rozdíl mezi deformacemi na okraji desky a v jejím středu byl větší u desky porušené trhlínami než u desky neporušené trhlínami. Vypočítané deformace ve středu desky neporušené trhlínami byly téměř třikrát větší než deformace na okraji desky. Vypočítané deformace ve středu desky porušené trhlínami byly téměř osmkrát větší než deformace na okraji desky. Důvodem zmíněného rozdílu je právě pokles ohybové tuhosti po vzniku trhlin v betonu.

PODĚKOVÁNÍ

Práce potřebné k vytvoření článku byly podporovány z prostředků Studentské grantové soutěže VŠB-TUO. Registrační číslo projektu je SP2016/140.

LITERATURA

- [1] ABOUTALEBI, M. & ALANI, A. & RIZZUTO, J. & BECKETT, D. Structural behaviour and deformation patterns in loaded plain concrete ground-supported slabs, *Structural Concrete*. Vol. 15, No.1, 2014, pp.81-93.
- [2] ALANI, A. & ABOUTALEBI, M. Analysis of the subgrade stiffness effect on the behaviour of ground-supported concrete slabs, *Structural Concrete*, Vol. 13, No. 2, 2012, pp. 102-108.
- [3] CAJKA, R. & BURKOVIC, K. & BUCHTA, V. & FOJTIK, R. Experimental Soil – Concrete Plate Interaction Test and Numerical Models, *Key Engineering Materials*, Vols. 577-578, 2014, pp 33-36 Trans Tech Publications, Switzerland.
- [4] CAJKA, R. & BURKOVIC, K. & BUCHTA, V. Foundation Slab in Interaction with Subsoil, *Advanced Materials Research*, Vols. 838-841, 2014, pp 375-380, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [5] LABUDKOVA, J. & CAJKA, R. Comparison of Measured Deformation of the Plate in Interaction with the Subsoil and the Results of 3D Numerical Model, *Advanced Materials Research*, Vol. 1020, 2014, pp 204-209, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [6] CAJKA, R. & LABUDKOVA, J. Fibre Concrete Foundation Slab Experiment and FEM Analysis, *Key Engineering Materials*, Vols. 627, 2015, pp 441-444, TTP, Switzerland.
- [7] BUCHTA, V. & MYNARCIK, P. Experimental testing of fiberconcrete foundation slab model, *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 501 – 504, 2014, pp. 291-294, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [8] FRYDRYSEK, K. & JANCO, F. & GONDEK, H. Solutions of Beams, Frames and 3D Structures on Elastic Foundation Using FEM, *International Journal of Mechanics*, Issue 4, Vol. 7, 2013, pp. 362-369.
- [9] JANULIKOVA, M. & STARA, M. Reducing the Shear Stress in the Footing Bottom of Concrete and Masonry Structures, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013, pp. 284-289.
- [10] KRALIK, J. Optimal design of NPP containment protection against fuel container drop, *Advanced Materials Research*, Vol. 688, 2013, pp. 213-221, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [11] HALVONIK, J. & FILLO, L. The Maximum Punching Shear Resistance of Flat Slabs, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013, pp. 376-381.
- [12] JANDA, T. & SEJNOHA, M. & SEJNOHA, J. Modeling of soil structure interaction during tunnel excavation: An engineering approach, *Advances in Engineering Software*, pp. 51-60.
- [13] HUANG, X. & LIANG, X. & LIANG, M. & DENG, M. & ZHU, A. & XU, Y. & WANG, X. & LI, Experimental and theoretical studies on interaction of beam and slab for cast-in-situ reinforced concrete floor structure, *Journal of Building Structures / Jianzhu Jiegou Xuebao*, Vol. 34, 2013, No. 5, pp. 63-71.
- [14] FEDA, J. State of stress in the subsoil and methods of computation of final settlement, *Academia*, 152 p, 1974. (in Czech)
- [15] CAJKA, R. & KRIVY, V. & SEKANINA, D. Design and Development of a Testing Device for Experimental Measurements of Foundation Slabs on the Subsoil, *Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series*, Volume XI, Number 1/2011, VSB - TU Ostrava, Pages 1–5, ISSN (Online) 1804-4824, ISSN (Print) 1213-1962.
- [16] EN 1992-1-2: *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, 2004.